



ANDELSHOCHSCHULE IN LEIPZIG. * * *
 FASSADE AN DER RITTER-STRASSE. * *
 ARCHITEKT: BAUDIREKTOR PROFESSOR FRITZ SCHUMACHER IN HAMBURG. * * * *
 DEUTSCHE
 * * BAUZEITUNG * *
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND
 * EISENBETONBAU *
 VIII. JAHRGANG 1911
 * * * * * NO. 9. * * * *

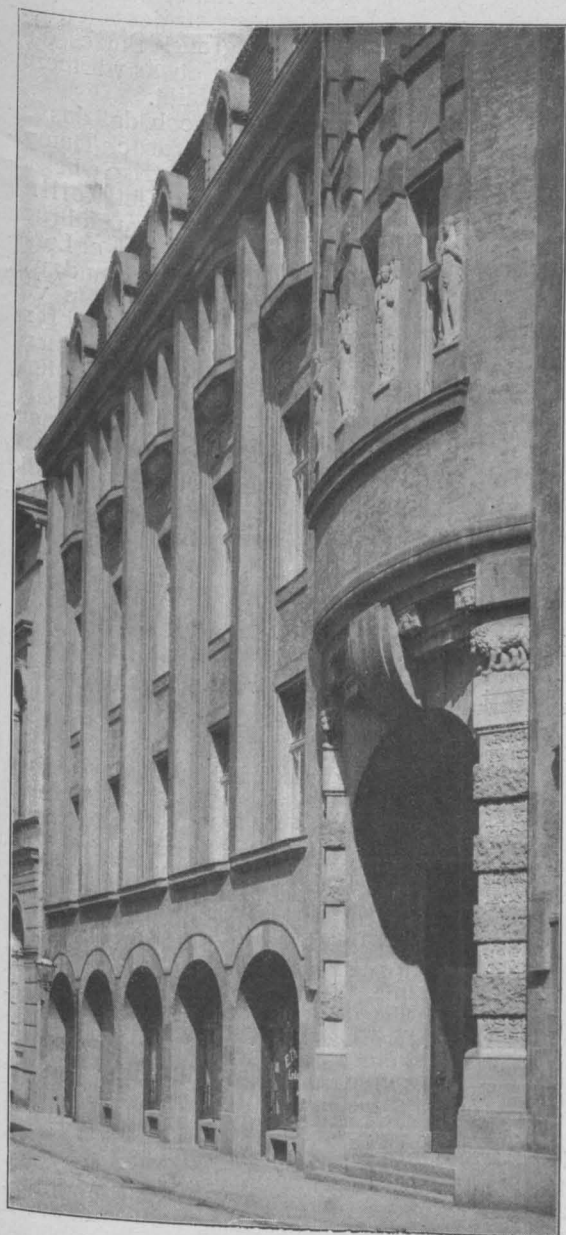
DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

VIII. JAHRGANG 1911.

NO. 9.



Handelshochschule in Leipzig.

Arch.: Prof. Fritz Schumacher, Baudirektor in Hamburg.
Hierzu eine Bildbeilage, sowie die Abbildungen Seite 68 und 69.



In dem Bau der Handelshochschule in Leipzig, der im Vorjahr seiner Bestimmung übergeben worden ist, wurde das Prinzip durchgeführt, das in allen Teilen in Eisenbeton erstellte Traggerippe, in welches die Innen- und Außenwände lediglich als Füllungen eingesetzt sind, so anzuordnen und zu formen, daß es dem Auge sichtbar bleiben konnte und unmittelbar die vom Architekten gewollte Raumgliederung ergab.

Im Inneren des Baues ist mit Ausnahme zweier keramischer Brunnen-Anlagen überhaupt keine Schmuckform angebracht. Die Wirkungen sind erzielt durch Putzflächen, gestrichenes Holzwerk, Farbentönungen und geschmiedete Beleuchtungskörper. Im Aeußeren ist für das Untergeschoß eine Verkleidung aus rotem Rochlitzer Porphyr angewendet, ebenso sind die hervorgehobenen Architekturteile, besonders das Hauptgesims aus dem gleichen Material erstellt. Die übrigen Flächen sind in grauem Terranovaputz ausgeführt. Die Struktur der Beton-Oberfläche hat der Architekt also nicht selbst zur Wirkung kommen lassen, im übrigen aber ist der Bau ein interessantes und schönes Beispiel eines mit einfachen Mitteln wirkungsvoll und künstlerisch ausgestalteten und in konstruktiver Beziehung sorgfältig durchgebildeten Eisenbetonbaues.

Entwürfe, Arbeitszeichnungen und künstlerische Leitung lagen in den Händen des früheren Professors an der Technischen Hochschule in Dresden Fritz Schumacher, jetzt Baudirektor in Hamburg. Die Ausführung der Eisenbetonkonstruktion wurde durch die Firma Rudolf Wolle in Leipzig bewirkt, die Kosten betrugen rd. 338 000 M.

Wie der Grundriß des ersten Geschosses S. 66 erkennen läßt, war der Bau auf einem allseitig eingeschnürten Platze zu errichten, der nur nach der Ritter-Straße eine 33 m lange Front besitzt. Auf engem Raum war ein verhältnismäßig großes Raumbedürfnis zu befriedigen, dabei mußten Keller- und Erdgeschoß mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit der Anlage auf dem wertvollen Gelände zu Lagerräumen und Läden ausgenutzt werden. Die Handelshochschule selbst umfaßt also nur die 3 oberen Geschosse nebst dem teilweise ausgebauten Dachgeschoß. (Vergl. die Grundrisse S. 66). Ihre Räume sind von den

Die Räume der Handelshochschule gruppieren sich um einen durch zwei Geschosse durchgehenden Mittelbau, der den Eingang und das Treppenhaus enthält. Dieser Mittelbau bildet gleichzeitig ein wichtiges Glied in der Gesamtwirkung des Baues und ist möglichst kräftig aus der ruhigen Bogenreihe der Läden hervorgehoben. Da die Baupolizei-Ordnung im Unterbau einen Vorsprung nicht gestattet, ist der Eingang durch eine kräftig zurückspringende Nische betont und nur der Oberbau etwas vorgezogen. Dieser, etwas reicher ausgestaltete mit Skulpturen Georg Wrba's in Dresden, bildet die einzige stärkere Unterbrechung in der ruhigen Fläche der Fassade, die trotz der zu sehr verschiedenen Zwecken dienenden, dahinter liegenden Räume eine gleichmäßige Achsteilung erhalten konnte.

3.OBERGESCHOSS.

HÖRSAAL

HÖRSAAL

2.OBERGESCHOSS.

HÖRSAAL

STELLENVERMITTLUNG

STUDENTENVERMITTLUNG

BIBLIOTHEK u. LESERHALLE

DOZENTEN

0 5 10 20 m

1.OBERGESCHOSS.

HÖRSAAL

KANZLEI

DIR.

PFRONT.

Ritter - Str.

Äußerlich treten die großen Hörsäle nicht in die Erscheinung. Mit Rücksicht auf die dem Bau gegenüberliegende Nikolai-Kirche und die sie umgebenden verhältnismäßig bescheidenen Gebäude mußte eine zu große Höhenentwicklung vermieden und eine möglichst ruhige Wirkung der Fassade angestrebt werden. Das ist durch die tiefe Lage des Dachgesimses erreicht, das mit den Nachbarbauten in Einklang gebracht, unter der Decke der Hörsäle liegt und die Fenster der Hörsäle wagrecht durchteilt (Vergl. den Einblick in den großen Hörsaal S. 69) sowie durch die schon erwähnte gleichmäßige Achsteilung. Die Fassade trägt so den Eindruck vornehmer Ruhe, während der Farbengegensatz des roten Porphyrs und grauen Putzes dem Ganzen einen etwas wärmeren Charakter verleiht.

Wir lassen noch einige Innenansichten des Baues nachfolgen, um dann etwas näher auf die Eisenbeton-Konstruktionen einzugehen. — (Schluß folgt.)

Ein erster Weg, den ich hier aber nur der Vollständigkeit halber erwähne und nicht empfehlen möchte, wäre der, so wie dies in Abbildung 7 angedeutet ist, für gewisse Balkenstrecken aus der Linie der rechnungsmäßigen Z'_e , welche ja identisch ist mit der Momentenlinie, die einzelnen Differenzen zu bestimmen und dafür die τ_i aus $\frac{dZ}{u \cdot l}$ auszurechnen. Nun haben wir aber gesehen, daß es auf größere Strecken keine gleichmäßige Haftspannung gibt; ferner hat z. B. beim einfachen Träger die Z'_e -Linie am Auflager die größte Neigung, außerdem sind dort unten am wenigsten Eisen, sodaß wir wiederum Zahlen ohne tatsächlichen Hintergrund, d. h. mit dem Maxi-

Ein zweiter Weg dagegen, welcher im wesentlichen den vorbehandelten Ergebnissen angepaßt ist, wäre folgender: Es hat sich gezeigt, daß im ungünstigsten Falle — siehe Abbildung 4 in No. 8 — die größte Neigung der Z_e -Linie etwa doppelt so groß ist als die Neigung der rechnungsmäßigen Z'_e oder, was dasselbe ist, als die Neigung der Momentenlinie. Auf diese Neigung aber konzentriert sich unsere Aufmerksamkeit wegen der dadurch zum Ausdruck kommenden Zugkraft-Differenzen in erster Linie. Das Gebiet dieser größten Neigung fällt in das Gebiet derjenigen Balkenstrecke, innerhalb welcher das Biegemoment von seinem Maximum bis zur Hälfte desselben herabsinkt. Nehmen wir also den erwähnten ungünstigen Fall als vorhanden an, so haben wir für das Bereich von M_{\max} bis $\frac{1}{2}M$ eine Neigung der Z_e -Linie zu berücksichtigen, welche doppelt so groß ist als die der rechnungsmäßigen Z'_e oder Momenten-Linie. Mit anderen Worten: während nach der Momenten-Linie auf der Strecke B_1S (Abbildung 4) nur die Hälfte der maximalen rechnungsmäßigen Zugkraft durch

die Haftspannung sozusagen zu „vernichten“ wäre, ist nach unserer ungünstigen Annahme auf dieser Strecke $B_1S = a$ das gesamte Z_e zu vernichten. Da fernerhin diese Z_e -Linie alsdann eine konstante Neigung für die Strecke a nach unserer Annahme besitzt, so sind wir ohne weiteres berechtigt, die Formel (5) anzuwenden, wo dZ die Zugkraft-Differenz der Längeneinheit bedeutet. Sinngemäß muß diese Gleichung dann hier lauten:

$$(7) \dots \tau_1 = \frac{Z_{\max}}{a \cdot u}.$$

Für die Balkenstrecke SA , für welche das Moment von $\frac{1}{2} M_{\max}$ bis 0 fällt, ist die Neigung der tatsächlichen Z_e -Linie höchstens $\frac{1}{4}$ so groß als diejenige der rechnermäßigen Z_e' -Linie. Nehmen wir aber wiederum sehr ungünstiger Weise diese Neigung größer, etwa $\frac{1}{2}$ so groß an, so ist das gerade so als ob man sagen würde, auf der Strecke SA ist die Hälfte der in S vorhandenen rechnermäßigen Zugkraft DS durch die Haftspannung zu übertragen. Es ist also zu übertragen

$DS = \frac{1}{2} H$, $S = \frac{1}{4} Z_{\max}$,
somit, da wir nach unserer Annahme wieder eine konstante Neigung haben

$$(8) \dots \tau_1 = \frac{Z_{\max}}{4b \cdot u},$$

wobei nach meiner Ueberzeugung in Gl. (7) und (8) für u immer alle diejenigen Rundeisen mitzuzählen sind, welche in den Schnitten B_1 einerseits und S andererseits vorhanden sind, auch dann, wenn sie innerhalb der Strecken B_1S und SA nach oben abgebogen sind. Es ist ja auch bereits durch die Bach'schen Versuche (Heft 45—47) und am auffallendsten durch diejenigen von Rud. Wölle, Leipzig („Arm. Beton“ 1909 Heft 12) nachgewiesen, daß bei Vorhandensein abgebogener Eisen die geraden entlastet werden. Die hier vorgeschlagene Berechnungsweise erträgt es aber ohne weiteres, wenn ängstlichere Gemüter nur das Minimum der in einer Balkenstrecke vorhandenen Eisen berücksichtigen wollen.

Wie das alles gemeint ist, möchte ich an Hand des Beispiels Abbildung 7 kurz erläutern. Beim frei aufliegenden Träger, dessen Momentenlinie eine Parabel ist, ergibt sich, wie rasch kontrolliert werden kann, bei der vorgeschlagenen Halbierung der Momentenordinate MB in $MC = CB$, daß $a = 0,354 l$, $b = 0,146 l$. Damit gehen die Gleichungen (7) und (8) über in

$$(7a) \tau_1 = \frac{2,83 Z}{l \cdot u}, \quad (8a) \tau_1 = \frac{1,7 Z}{l \cdot u}.$$

Für überschlägliche Rechnung kann man bei einfachem Träger auch schreiben:

$$(7b) \tau_1 = 3 \frac{Z}{l \cdot u}, \quad (8b) \tau_1 = 1,5 \frac{Z}{l \cdot u},$$

da wir bei (8a) hinsichtlich der Neigung der Z -Linie recht ungünstige Annahmen gemacht haben. Betrachten wir diese beiden letzten Gleichungen einen Augenblick näher, so sehen wir, daß diese Art der Behandlung der Haftfestigkeit zu einem Ergebnis führt, das in der Praxis schon seit Jahren seine unbewußte Anerkennung gefunden hat. Bestimmt man aus (7b) und (8b) unter Zugrundelegung irgend eines zulässigen τ_1 den nötigen Eisenumfang u , so verhalten sich die beiden u für die beiden Balkenstrecken MS und SA etwa wie 2:1, d.h. am freien Auflager kann man die Hälfte der Eisen unten gerade hinausführen, die andere Hälfte nach oben abbiegen, wie dies schon seit langem so gemacht wird.

Um zu dem Beispiel Abbildung 7 zurückzukommen, so ergibt sich für die Strecke MS und unter Zugrundelegung von nur 5 Rundeisen von 34 mm Durchmesser (da 2 vor dem durch $\frac{1}{2} M$ fixierten Punkt H nach oben gehen) und bei einem rechnermäßigen $Z_{e \max} = 60\,450$ kg, $a = 300$ cm, aus Gleichung:

$$(7a) \dots \tau_1 = \frac{2,83 \cdot 60\,450}{850 \cdot 53,5} = 3,77 \text{ kg/qcm.}$$

Für die Strecke SA mit minimal 3 Rundeisen von Durchm. 34 mm, und $= 32,1$ cm aus Gl.

$$(8) \dots \tau_1 = \frac{1,7 \cdot 60\,450}{850 \cdot 32,1} = 3,76 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den „Bestimmungen“ würde die Haftspannung am Auflager $\tau_1 = 9,2$ kg/qcm und in der Mitte $= 0$ sein. Der sonst gut durchgebildete Träger würde also nach den „Bestimmungen“ am Auflager nicht genügen.

Beim kontinuierlichen Träger (s. Abbildung 8) ist die Berechnung der Haftspannungen sinngemäß natürlich ebenso zu handhaben. An den Zwischenauflagern kommen selbstverständlich nur die auf Zug beanspruchten „oberen“ Eiseneinlagen in Betracht — wenigstens solange als die unteren Eiseneinlagen rechnermäßig nicht notwendig sind. Braucht man dagegen

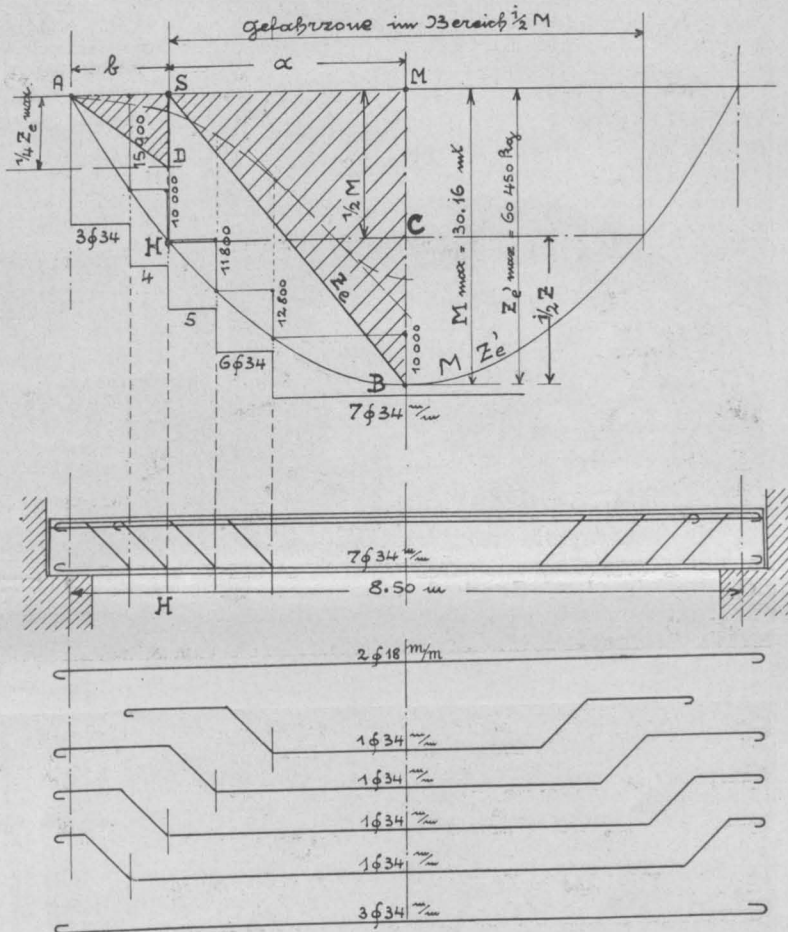


Abbildung 7. Beispiel für einen frei aufliegenden Balken.

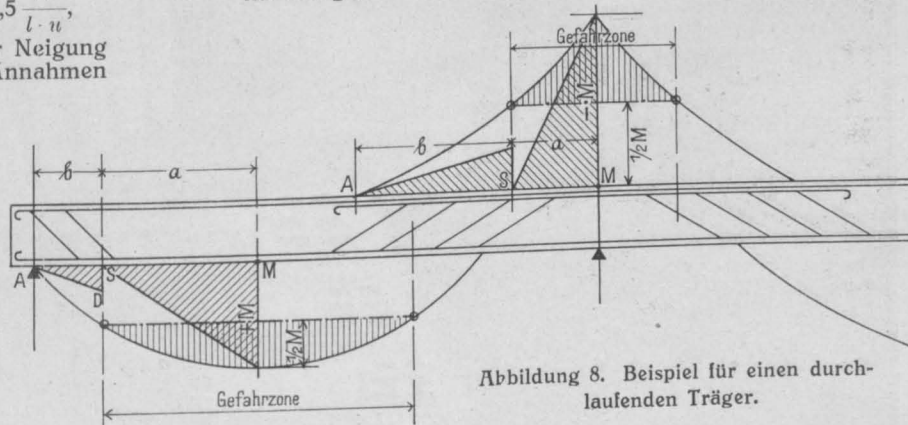


Abbildung 8. Beispiel für einen durchlaufenden Träger.

diese unteren Eiseneinlagen, um die Betonspannungen herabzudrücken, so ist mit diesen, wenn man sich die Mühe machen will, genau analog dem oben Gesagten zu verfahren, nur daß statt der Zugkraft- die Druckkraftlinie mit ihren Differenzen in Betracht gezogen werden muß. Immer aber kommt die Gl. (5) in Gestalt der Gl. (7) oder (8) zur Verwendung.

Beispielsweise sind in Abbildung 8 die Maxima und Minima einer Plattenbalkenbrücke für Dampfstraßen-

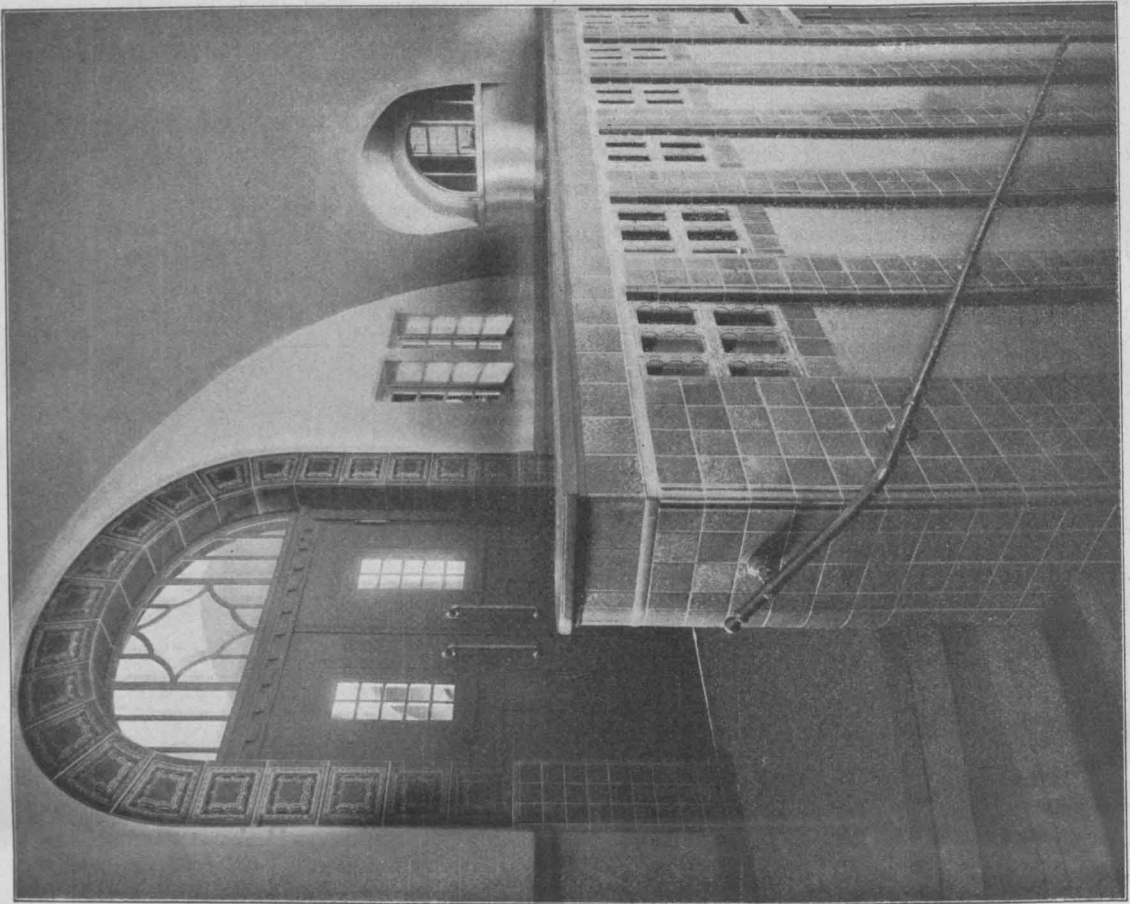
walzenbelastung wiedergegeben. Der Träger ist kontinuierlich. Das positive Maximalmoment im ersten Feld beträgt $M_{\max} = 28 \text{ mt}$; $Z_{e \max} = 51\,800 \text{ kg}$.

Die Strecke, innerhalb welcher M vom Maximum zur Hälfte sinkt, ist $a = 203 \text{ cm}$; die Eiseneinlage im Maximum-

Querschnitt ist $F_e = 10 \text{ Durchm. } 26 \text{ mm}$, somit deren Umfang $u = 81,6 \text{ qcm}$, also für die Strecke MS

$$\tau_1 = \frac{Z_{\max}}{a \cdot u} = \frac{51\,800}{203 \cdot 81,6} = 3,13 \text{ kg/qcm.}$$

Für die Strecke SA ist $b = 97 \text{ cm}$, der Umfang der im



Blick in das Treppenhaus. Architekt: Professor Fritz Schumacher, Baudirektor in Hamburg.



Handelshochschule in Leipzig.

Schnitt *S* vorhandenen 4 Rundeisen von Durchm. 26 mm
 $= 32,6 \text{ qcm}$, somit

$$\tau_1 = \frac{Z_{\max}}{4b \cdot u} = \frac{51\,800}{4 \cdot 97 \cdot 32,6} = 4,1 \text{ kg/qcm},$$

Ueber der Stütze beträgt das negative Moment

45 mt, $Z_{\max} = 38\,000 \text{ kg}$ (da erhebliche Vouten vorhanden
sind). Ferner ist $a = 148 \text{ cm}$, $u = 11$ Rundeisen von
Durchm. 26 mm $= 89,8 \text{ qcm}$. Somit für die Strecke a

$$\tau_1 = \frac{Z_{\max}}{a \cdot u} = \frac{38\,000}{148 \cdot 89,8} = 2,9 \text{ kg/qcm},$$



Blick in den großen Hörsaal im III. Obergeschoß.



Blick in den kleineren Hörsaal im III. Obergeschoß.

Die Handelshochschule in Leipzig. Architekt: Professor Fritz Schumacher, Baudirektor in Hamburg.

13. Mai 1911.

Für die Strecke b ist $b = 205$ cm, im Schnitt S sind noch 3 Rundestien mit Durchm. 26 mm und $u = 24,5$ qcm, somit

$$\tau_1 = \frac{Z_{\max}}{4 \cdot b \cdot u} = \frac{38\,000}{4 \cdot 205 \cdot 24,5} = 1,9 \text{ kg/qcm.}$$

Wenn man nach diesen Grundsätzen eine Anzahl von Beispielen durchrechnet, so kommt man bei allen denjenigen Trägern, welche sonst, d. h. auf Biegunszug und namentlich auf Schub oder schiefen Zug richtig konstruiert sind, zu dem Ergebnis, daß sich die Haftspannungen stets in recht mäßigen Grenzen halten. Binnen kurzem wird sich dann hieraus weiterhin die Ueberzeugung ergeben, daß in den meisten Fällen eine Berechnung der Haftspannungen entbehrlich erscheint, indem sich in den hauptsächlichsten Haftfestigkeits-Gefahrenzonen eines Trägers aus Gründen der Aufnahme der Biegunszugspannungen ohnedies schon sehr viel Eisen befindet und das Aufbiegen der Eiseneinlagen nach den freien oder kontinuierlichen Auflagern hin durchaus im Einklang steht mit dem, was auch für die Haftfestigkeit als notwendig erscheint.

Will man aber aus bekannten Gründen eine rechnerische Kontrolle beibehalten, so dürften diese Darlegungen für die Beurteilung des Ortes der Maxima der Beanspruchung und der Berechnung der Haftfestigkeit im Eisenbetonbalken vielleicht eine neue Grundlage geben — eine Grundlage, deren Einzelheiten mit dem, was uns die Praxis bis jetzt übereinstimmend gezeigt hat, in besserem Einklang stehen, als die Rechnung nach der vom Maximum der Querkraft ausgehenden Gleichung (1). In Anbetracht der in Wirklichkeit stets vorhandenen und nachgewiesenermaßen günstig wirkenden Umstände, wie Endhaken, Bügel und Abbiegungen, sollte man dann auch für die etwaige Kontrolle mit der zulässigen Grenze

der Haftspannungen auf mindestens 7—8 kg wieder hinaufgehen, eine Grenze, welche früher und jetzt noch im Gebiet der erlaubten Anwendung der „Leitsätze“ noch nie Veranlassung gegeben hat, eine darnach betätigte Ausführung bedauern zu müssen. —

Zusammenfassung.

1. Das Maximum der Haftspannungen tritt ein im Gebiet der Maximalmomente, d. h. im Gebiet der ersten Betonzugrisse. Nur über den Stützpunkten kontinuierlicher Träger, wo M_{\min} und Q_{\max} zusammentreffen, erscheint τ , an die Gegenwart von Q gebunden. Maßgebend für die Beurteilung der Größe der Beanspruchung des Verbundes ist die Größe der Neigung der tatsächlichen Eisenzugkraftlinie*).

2. Die Berechnung der Haftspannungen sollte sinngemäß in erster Linie für diejenigen Balkenstrecken stattfinden, innerhalb welcher die maximalen Momente liegen, und zwar nach der oben entwickelten Gleichung (7), welche beim einfachen Träger die Form (7a) oder (7b) annimmt. Gegen das Auflager hin können die Gleichungen (8), (8a) und (8b) benutzt werden.

3. Wenn nach diesem Verfahren gerechnet wird, so dürfte sich bald die Ueberzeugung Bahn brechen, daß die Größe der Beanspruchung des Verbundes aus oben näher angegebenen Gründen sich stets in recht mäßigen Grenzen hält und daß somit eine ständige Berechnung entbehrlich sein dürfte.

4. Soll jedoch eine rechnerische Kontrolle beibehalten werden, so wäre die zulässige Grenze auf mindestens 7—8 kg/qcm festzusetzen. —

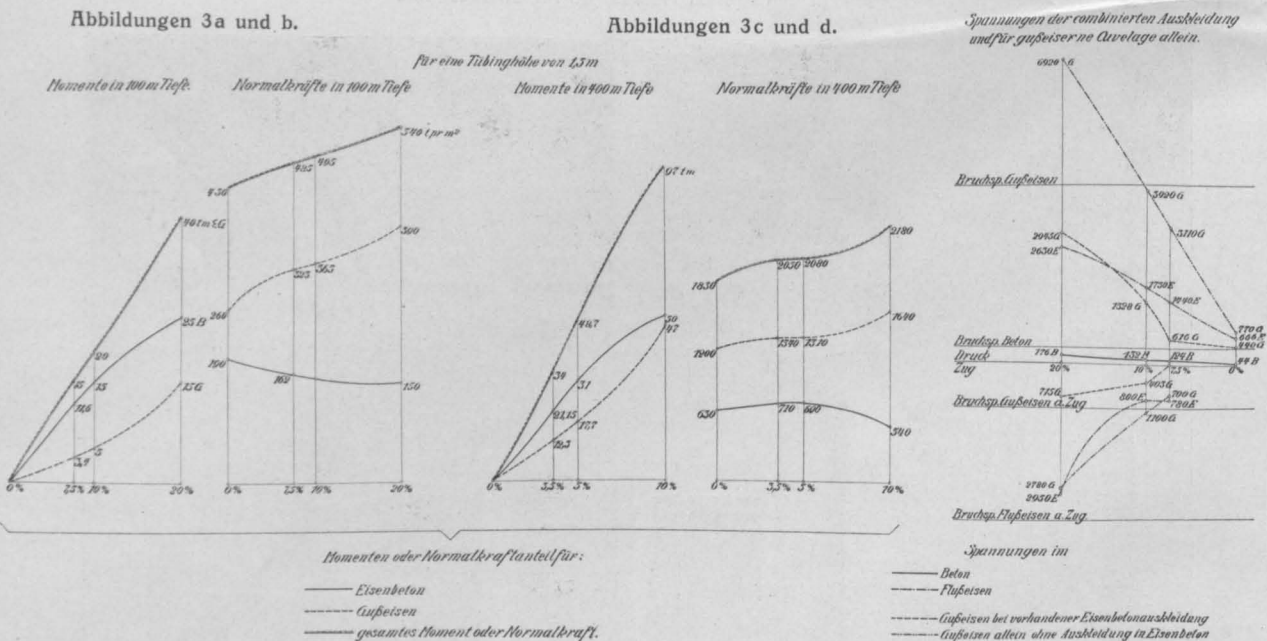
* Näheres siehe: Dr.-Ing. A. Kleinlogel, „Ueber das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton“ 1911. Verlag von Julius Springer in Berlin.

Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues.*)

Nach dem Vortrag auf der 14. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin von Dr.-Ing. Mautner in Düsseldorf.
(Fortsetzung statt Schluß.)

Auf Grund von Berechnungen wurde festgestellt, daß, wenn Eisenbeton-Mantel und Tübbingsring nebeneinander, wie zwei aufeinander gelegte Platten verschiedenen Materiales, wirken sollen, die Aufteilung der Kräfte, wie etwa in Abbildungen 3a bis d dargestellt, vor sich geht. Unter der allerdings nicht er-

mente der Druck-Ungleichförmigkeiten, der gußeisernen Mantel hingegen den größten Teil der Normalkräfte aufnimmt. Dies rührt daher, daß die Aufteilung der Biegunsmomente nach den Produkten des Elastizitäts-Modules mit dem Trägheits-Moment für jedes Material vor sich



Abbildungen 3 und 4. Ausbau des Schachtes Baesweiler der Gewerkschaft „Karl Alexander“ in Völklingen.

Kräfte- und Spannungs-Diagramm für kombinierte Tübbing- und Eisenbeton-Auskleidung, bzw. Tübbing-Auskleidung allein.

wiesenen Annahme, daß das Superpositions-Gesetz für die exzentrische Druck-Beanspruchung beider Materialien anwendbar ist, ergab sich, daß der Eisenbetonmantel einen großen, ja sogar überwiegenden Teil der Biegunsmo-

*) Anmerkung der Redaktion. In No. 8 auf S. 64 ist durch eine Satzverschiebung ein Irrtum entstanden. Die Ausführung im schwimmenden Gebirge durch die Fa. Carl Brandt bezieht sich nicht auf die Schächte der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G., die durch die Fa. Schlüter in Dortmund hergestellt wurden, sondern auf den Schacht Baesweiler bei Aachen der Gewerkschaft Carl Alexander in Völklingen. —

geht, und obwohl der Elastizitäts-Modul des Betons nur ein Bruchteil desjenigen des Gußeisens ist, das Trägheits-Moment des Beton-Querschnittes bedeutend überwiegt.

Ein umgekehrtes Verhältnis stellt sich für die Aufnahme der Normaldrucke ein. Aus Abbildung 3c ist beispielsweise zu ersehen, daß für eine Tiefe von 400 m, bei einer angenommenen Ungleichförmigkeit von 5%, etwa $\frac{2}{3}$ des größten Biegunsmomentes vom Beton-Querschnitt und nur $\frac{1}{3}$ vom Gußeisen zu bewältigen ist, während nach

Abb. 3d von den Normalkräften etwa $\frac{7}{20}$ vom Beton, hingen $\frac{13}{20}$ vom Gußeisen aufgenommen werden müssen. Hieraus erhellt, daß die Verteilung der Angriffe eine sehr zweckmäßige ist, da das für Druck hochwertige Gußeisen vornehmlich die zentrischen Drucke aufzunehmen hat, während die Aufnahme der durch Ungleichförmigkeiten hervorgerufene

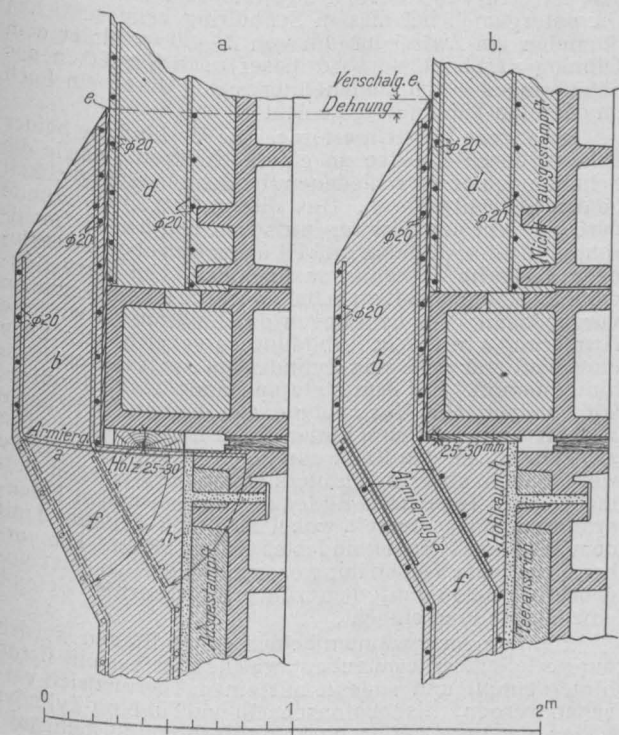


Abbildung 7a und b.

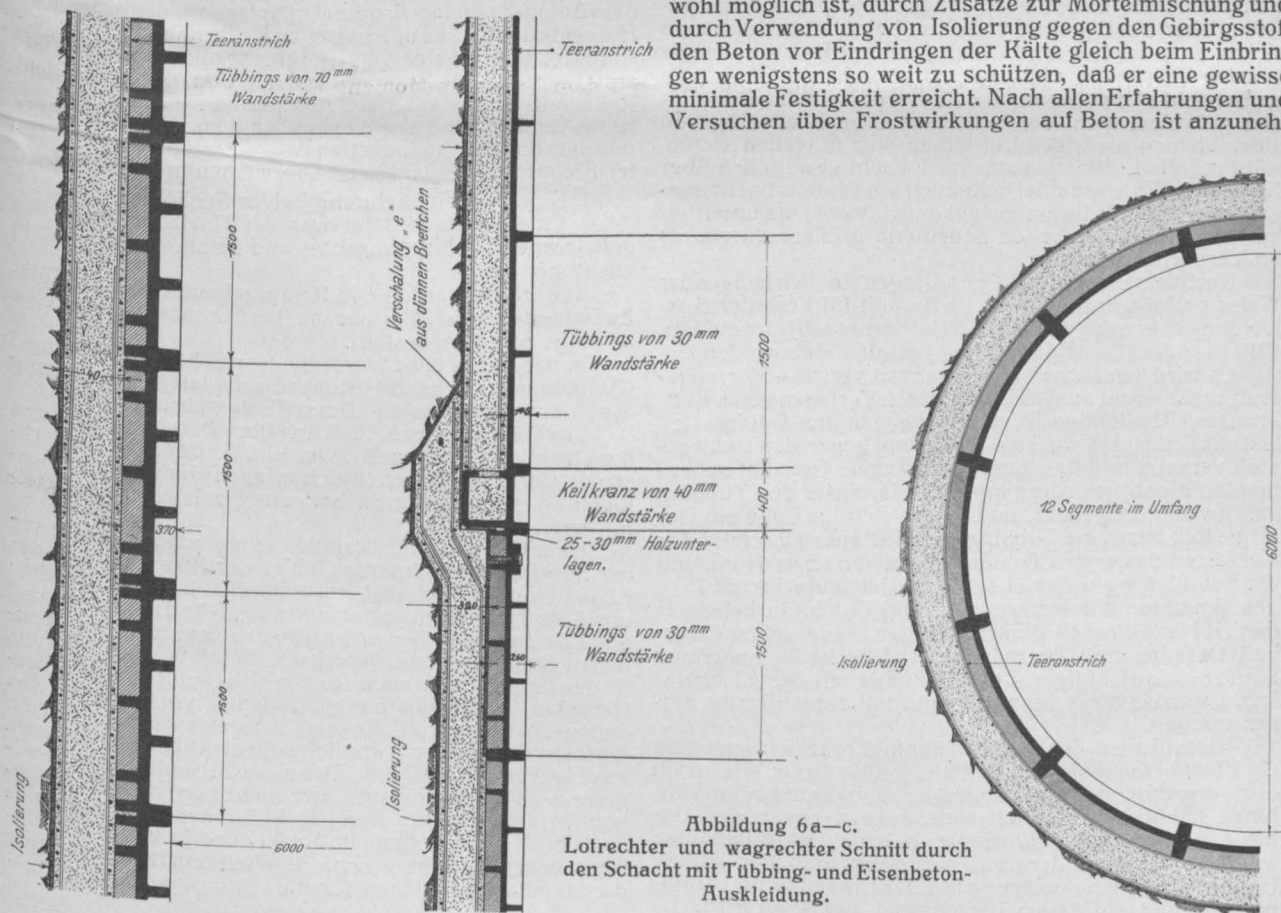


Abbildung 6a—c.
Lotrechter und wagrechter Schnitt durch den Schacht mit Tübbing- und Eisenbeton-Auskleidung.

nen Biegemomente dem Eisenbeton zufällt. Vergleichende Spannungsrechnungen sind bei den hohen Materialbeanspruchungen nicht mehr von großem Werte, da die gebräuchlichen Rechnungsannahmen sowohl für den Eisenbeton als auch für das Gußeisen unrichtig sind. Es kommt ihnen daher nur der Grad einer Schätzung zu. So ergibt sich beispielsweise bei der angenommenen Druck-

ungleichförmigkeit von 10% bei 100m Tiefe (nach Abb. 4), daß der Beton eine Druckspannung von rd. 130 kg/qcm, das Eisen im Eisenbeton eine solche von 1300 und eine Zugspannung von 400 kg/qcm erhalten würde. Der Gußeisenmantel allein würde aber eine Druckspannung von nahezu 4000 kg/qcm und eine Zugspannung von 1100 kg/qcm bekommen, somit schon gebrochen sein. Aus diesen und anderen Vergleichs-Rechnungen ist zu ersehen, daß die Eisenbetonauskleidung, sofern sie zu voller Wirkung kommt, eine bedeutende Entlastung der Cuvelage bedeutet und daher bei diesen gewaltigen Kräften von größtem Werte ist.

Nachdem man über die statische Wirkung dieser Auskleidung im klaren war, lag die Hauptschwierigkeit in der Frage, ob es gelingen würde, den gegen die kalte Gebirgswand gestampften Beton zum Abbinden zu bringen. Bezüglich des Einflusses des Frostes auf die Abbindefähigkeit des Betons muß vorausgeschickt werden, daß es sich nicht darum handelt, sofort eine widerstandsfähige Betonwand zu erhalten, sondern daß die Erhärtung bis zur völligen Auftauung des Gebirges hinausgeschoben werden kann. Der Auftauprozess erfolgt im allgemeinen vom Schachtinneren nach dem Gebirge zu. Man hat beispielsweise vor, um den Auftauprozess zu beschleunigen, den Schacht nach vollendeter Abteufung und Auskleidung mit Wasser höherer Temperatur voll laufen zu lassen. Der durch das Gefrierverfahren hergestellte Eismantel verschwindet also langsam vom Umfang des Schachtes gegen das Gebirge zu. Der Beton wird dabei in normale Temperatur gebracht und der gestörte Abbindeprozeß kann weiter statthaben, ohne daß die Betonwandungen bereits bedeutende Beanspruchungen erfahren. Es ist nämlich hinter der aufgetauten Wand noch immer ein Eis-Mantel vorhanden, welcher imstande ist, die Ungleichförmigkeiten und abscherenden Kräfte aufzunehmen, während der zentrische Wasserdruck von den Tübbingen bewältigt wird. Es ist sonach anzunehmen, daß während dieses mehrere Monate lang währenden Auftauprozesses die Betonauskleidung erst ihre maximale Festigkeit erreicht.

Von der Firma Carl Brandt wurden nun Laboratoriums- und Bauversuche dahingehend angestellt, ob es wohl möglich ist, durch Zusätze zur Mörtelmischung und durch Verwendung von Isolierung gegen den Gebirgsstoß den Beton vor Eindringen der Kälte gleich beim Einbringen wenigstens so weit zu schützen, daß er eine gewisse minimale Festigkeit erreicht. Nach allen Erfahrungen und Versuchen über Frostwirkungen auf Beton ist anzuneh-

men, daß, wenn dieses primäre Abbinden stattgefunden hat, der Abbindeprozeß einfach so lange aussetzt, als die niedrige Temperatur herrscht, um dann, bei Eintreten normaler Temperatur, wieder seinen Fortgang zu finden.

Die Laboratoriumsversuche bestanden in einer Versuchsanordnung, welche der von Prof. Germer entsprach. In einem Versuchskasten, welcher aus zwei Abteilen be-

stand, wurden in dem einen Teil verschieden behandelte Proben gegen die aus Blech bestehende Trennwand zwischen Kälteraum und Versuchskörper-Raum gestellt. In dem anderen Abteil zirkulierte die durch eine Kältemaschine bis auf minus 15° gekühlte Kochsalzlauge. Die Versuchskörper erhielten an ihrer Stoßfläche gegen die kalte Blechwand verschiedene Isolierungen und waren teils ohne, teils mit alkalischen Zusätzen gemischt. Die Versuche wurden sodann auch auf große Versuchskörper, welche den ganzen Versuchskörper-Raum ausfüllten, ausgedehnt. Durch zwischen die Probekörper in Rillen gesteckte Thermometer konnte das Fortschreiten der Kälte und die Temperatur der Wand selbst stets genau untersucht werden. Um möglichst gleiche Wärmedurchgangs-Verhältnisse wie im Schachte zu schaffen, wurde die Blechwand mit einer Lage Töpferton beschmiert, welche nach Einleitung der Kälte sofort anfror. Nachdem die Körper verschieden lange, mindestens aber 136 Stunden der Frosteinwirkung, unter welcher sie auch eingestampft wurden, ausgesetzt waren, wurden sie herausgenommen und nach 38tägiger Lagerung im Freien durch das Tiefbauamt in Düsseldorf geprobt. Die Ergebnisse waren:

Die ohne Calcidum bereiteten Körper ergaben nur geringe Festigkeiten. Die Festigkeitszunahme nach längerer Lagerung in normaler Temperatur war ganz bedeutend. So war nach weiteren 32 Tagen ein Festigkeitszuwachs bei einer Probe von 104 % zu verzeichnen. Ein Beweis dafür, daß durch die lange Frostwirkung die Abbindefähigkeit des Betons nicht aufgehoben, sondern nur hinausgeschoben und die Abbindezeit verlängert wird. Gegenüber den nur mit Wasser bereiteten zeigten die mit Calcidumzusatz versehenen Körper nach 38 Tagen eine um 72 % und nach weiteren 32 Tagen eine um 96 % vergrößerte Bruchfestigkeit. Der günstige Einfluß von Isolier-Mitteln war deutlich erkennbar und nach 38 Tagen mit 17 bzw. 42 % nachweisbar, je nachdem die Probe ohne oder mit Calcidum-Zusatz bereitete worden war. Durch die Versuche war ferner festgestellt, daß selbst bei der sehr niedrigen Wand- bzw. Ton-Temperatur von -15° durch geeignete Isolierung und durch Zusatz von Calcidum nach entsprechender Einwirkung normaler Temperaturen, selbst nach langer Frostperiode die gewöhnlichen Festigkeiten von Eisenbeton-Konstruktionen sicher zu erreichen sind. Dabei waren die Verhältnisse bei den Versuchen viel ungünstiger, als sie tatsächlich im Schacht selbst liegen, da die Körper zufolge des kleinen geschlossenen Versuchsraumes auch allseitig von einer ebenso niedrigen Lufttemperatur umgeben waren, während die Lufttemperatur im Schacht gewöhnlich über Null liegt. Es wurde deshalb auch ein Probeschacht ausgefroren und mit Beton ausgekleidet, wobei die unmittelbar erzielten Festigkeiten bedeutend größere waren, als im Versuchskasten.

Nachdem somit die Grundfragen in befriedigender Weise gelöst waren, konnte im August 1910 mit der Auskleidung begonnen werden. Der Gefrierprozeß war seit März 1910 beendet. Der Bauvorgang gestaltet sich wie folgt:

Es wird absatzweise in Strecken von 24—50 m abgeteilt und hierauf ausgekleidet. Nach Verlegen eines Keilkranzes (Abbildung 6 b), welcher gegen den Gebirgsstoß pickotiert ist, wird die Isolierung gegen den Gebirgsstoß versetzt und das innere und äußere Geflecht in Segmenten hinab gefördert, am Seil bis hinter den Tübbing geschwenkt, losgehakt, und in die richtige Lage am Gebirgsstoß, bzw. am Tübbing gestellt. Hierauf erfolgt das Versetzen des ersten Tübbingringes von 1,5 m Höhe und die Betonierung unter Zusatz von Calcidum bis zu 75 % des gesamten Wasserzusatzes. Das Calcidum befördert den Abbinde-Prozeß derart, daß der Beton sofort verarbeitet werden muß. Zur möglichststen Unschädlichmachung der Frosteinwirkung auf die Haftfähigkeit der Eiseneinlagen, werden diese besonders gut mit Zementbrühe eingeschlemmt.

Hierauf wird der zweite Tübbingkranz versetzt und die Eisenbetonauskleidung höher geführt usw. Wie schon oben erwähnt, sind die Tübbinge sogenannte Kreuz-Tübbinge (Abbildung 6 a—c), welche auch gegen das Gebirge zu vorspringende Rippen haben. Diese Tübbinge werden über Tage derart ausbetoniert, daß der äußere Umfang der Ausbetonierung mit der Rippenkante zusammenfällt und mit einem Teeranstrich versehen wird. Es ist also, wie schon oben erläutert, kein Verbund zwischen diesem Tübbingbeton und der eigentlichen Eisenbetonröhre erwünscht, wie ich später noch besonders begründen werde. Der normale Ausbau wird nun fortgesetzt, bis man an den Schlußring unter dem oberen Keilkranz gelangt.

Dieser Keilkranz liegt, wie üblich, auf einer vorstehenden Gebirgsbrust, welche vor Versetzen des letzten

Tübbingringes nur stückweise ausgebrochen werden soll. Hier erfolgt das Stampfen von der Seite und gleichzeitig der Verband mit der oberen fertig gestellten Schachtröhre durch Zurückbiegen der, unter dem oberen Keilkranz liegenden, umgebogenen Eiseneinlagen des oberen Absatzes (Abbildung 7 a und b). Dieser letzte Teil der Arbeit ist sehr beschwerlich und erfordert viel Vorsicht. Da naturgemäß bei diesem Schlußring beim seitlichen Stampfen ein Zwischenraum von 20—30 mm hinter dem Tübbing verbleibt, so wird dieser nach Versetzen des Schlußringes durch Zementeinpressung durch ein Loch im obersten Tübbingring gedichtet.

Besondere Vorsicht erfordert die Verbindung beider Schachtröhren-Absätze an einem Keilkranz, sowie die Schaffung einer verschiedenen Ausdehnungsmöglichkeit beider Schacht-Röhren. Aus diesem letzteren Grunde darf eine Verbundwirkung zwischen den zwei Schachtröhren nicht stattfinden und ist daher das oben beschriebene statische Verhalten anzunehmen. Um diese Ausdehnungsmöglichkeit zu schaffen wurde folgendermaßen vorgegangen: Vor dem Legen des Keilkranzes wird die Armierung *a* in der in Abbildung 7 a gezeichneten Lage eingebaut und der Beton-Zylinder bis zur Keilkranzhöhe hinterstampft. Auf dem hinteren Rande des Keilkranzes wird sodann eine Verschalung aus dünnen Brettchen *e* errichtet und der Raum hinter dieser hinterstampft. Die zwei ersten, auf den Keilkranz aufgesetzten Tübbingringe werden nicht über Tage hinterstampft, diese werden vielmehr unter Tage nach Einlegung der normalen Eisenarmierung ausgestampft, wobei der Beton-Zylinder *d* mit dem Tübbing-Zylinder ein festes Gefüge bildet. Die vorher eingebaute Verschalung *e* verhindert, daß der jetzt eingebrachte Beton *d* mit dem früher eingebrachten Beton *b* eine Verbindung eingeht.

Auf den vorerwähnten beiden ersten Ringen werden nur noch Segmente aufgebaut, welche über Tag mit Beton hinterstampft und sodann mit einem Teeranstrich versehen werden. Eisenbetonschacht und Tübbing-Zylinder haben also vom 3. Ring an keine Verbindung mehr miteinander. Dieser Aufbau geht somit durch bis zum nächst höheren Keilkranz. Zwischen dem Keilkranz und dem Beton-Zylinder wird eine Unterlage aus etwa 25—30 mm Holz gebracht. Die Fuge zwischen Keilkranz und Tübbingring wird in normaler Weise wagrecht pickotiert. Der zuerst eingebrachte Beton-Zylinder *b* und der unter dem Keilkranz eingestampfte Beton *f* bilden miteinander ein festes Gefüge, sind aber gegenüber dem Keilkranz selbst und dem darüber befindlichen Beton-Zylinder *d* in lotrechter Richtung verschiebbar. Diese Ausführung verbürgt:

1. Eine freie Ausdehnung beider Schächte;
2. Eine dauernde Belastung der Horizontalfugen des gußeisernen Tübbingschachtes und damit eine gesicherte Dichtung.

Keilkränze werden alle 24 m eingebaut, sodaß die Holz-Zwischeneinlage von 25 mm nur die Ausdehnungsfuge für eine so lange Strecke vorstellt.

In der in No. 8, S. 57 vorausgeschickten Abbildung 5 (Aufnahme im Schacht) ist diese schwierige Ausführung etwas anschaulicher zur Darstellung gebracht.

Erwähnt sei noch, daß in allen bergbaulichen und konstruktiven Fragen Hr. Ob.-Ing. Grüter der Gewerkschaft Carl Alexander, welcher auch die Idee der Auskleidung gefaßt hatte, in hervorragender Weise beteiligt war.

Dem Gang des Fördergutes entsprechend, verlassen wir nun das interessante Gebiet der Anwendungen des Eisenbetons im Schacht- und Streckenbau und begeben uns über Tag. Da ist es zunächst das Fördergerüst und das Fördermaschinengebäude, was uns vom baulichen Standpunkt aus interessiert. Ich bin heute bereits in der Lage, Ihnen auch für die Erbauung eines Fördergerüsts in Eisenbeton ein Beispiel vorzuführen, das meines Wissens wohl die erste derartige Ausführung sein dürfte, wenn auch ein ähnliches Projekt bereits vor etwa zwei Jahren für die Grube Altwasser in Schlesien in Erwägung gezogen wurde, das aber nicht zur Ausführung gekommen ist. Der Bau, den ich anführen will, ist allerdings auch noch nicht vollendet. Er ist eben in voller Ausführung begriffen und beschränke ich mich heute daher darauf, die Grundlagen für die Planung vorzuführen. —

(Schluß folgt.)

Inhalt: Handelshochschule in Leipzig. — Die Entbehrlichkeit der Berechnung der Haftspannungen. — Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues. (Fortsetzung.) — Vermischtes. —

Hierzu eine Bildbeilage: Handelshochschule in Leipzig.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.